

# PSC교량의 부재별 상관관계를 고려한 시스템 지진취약도 분석

## Seismic Fragility Analysis of a Bridge System Considering the Correlation of Components of the PSC Bridge

안호준<sup>1)</sup> · 신수봉<sup>2)</sup> · 이종한<sup>3)\*</sup>

An, Hyojoon<sup>1)</sup> · Shin, Soobong<sup>2)</sup> · Lee, Jong-Han<sup>3)\*</sup>

<sup>1)</sup>인하대학교 토목공학과 박사과정 <sup>2)</sup>인하대학교 토목공학과 교수, <sup>3)</sup>인하대학교 토목공학과 부교수

<sup>1)</sup>Ph.D. Student, Department of Civil Engineering, Inha University <sup>2)</sup>Professor, Department of Civil Engineering, Inha University <sup>3)</sup>Associate Professor, Department of Civil Engineering, Inha University

### / A B S T R A C T /

Seismic fragility analysis of a structure is generally performed for the expected critical component of a structure. The seismic fragility analysis assumes that all the components behave independently in a structural system. A bridge system consists of many inter-connected components. Thus, for an accurate evaluation of the seismic fragility of a bridge, the seismic fragility analysis requires the composition of probabilities considering the correlation between structural components. This study presented a procedure to obtain the seismic fragility curve of a bridge system, considering the correlation between bridge components. Seismic fragility analysis was performed on a PSC bridge that is considered as the central infrastructure. The analysis results showed that the probability of the seismic fragility curve of the bridge system was higher than that of each bridge component.

**Key words:** Seismic fragility, Correlation, Bridge components, Bridge system, PSC bridge

## 1. 서론

국내의 사회인프라 시설은 1980년대 이후 인구밀집과 도시화로 인해 급격하게 증가하였다 [1]. 이러한 사회인프라 시설은 상당수가 대형구조물로 많은 인구가 사용하고 있어, 자연재해로 인한 사회인프라 시설의 피해는 대규모의 재산손실과 큰 인명피해를 초래할 수 있다. 또한, 최근 한반도 경주에서 규모 5.8 및 포항에서 규모 5.4의 지진이 발생함으로써 한반도도 더 이상 지진 안전지대가 아니게 되었다. 이로 인해 주요한 사회인프라 시설들의 지진 안전성을 확보하고 위험을 효율적으로 관리하기 위한 다양한 연구들이 진행되고 있다. 이 중 구조물의 지진취약성을 사전에 평가하여 구조물의 피해정도를 확률적으로 판단할 수 있는 지진취약도 분석은 효과적인 리스크 관리와 내진성능 관리 수준을 향상시키기 위한 핵심적인 요소라 할 수 있다.

구조물의 지진취약도를 평가하기 위한 방법은 많은 연구자들에 의해 다양한 방법이 제시되어 있다 [2-5]. 이러한 지진취약도 분석 방법들은 일반적으로 가장 취약한 부재를 설정하여 해당 부재에 대한 지진취약도 곡선을 평가한다. 하지만 구조물이 다양한 부재를 포함하고 있는 경우, 이러한 방법은 지진하중에 의해 구조물의 어떠한 부재가 가장 취약한지 파악해야 한다. 특히, 사회인프라 시설은 규모가 거대하고 다양한 구조 부재들로 구성되어 있어 취약한 부재 파악에 어려움이 따른다.

구조물에서 어떠한 부재가 지진하중에 대해 가장 위험한지 판단이 어려운 경우, 구조물의 각 부재 지진취약도 곡선을 단순히 더하여 전체 시스템의 지진취약도 곡선을 구하는 방법을 사용할 수 있다 [6]. 하지만, 이러한 방법은 구조물의 각 부재가 독립적으로 거동한다는 가정하에 산정하는 것이다. 그러나, 실제 구조물에서는 각각의 부재는 다른 부재들에 종속되어 거동하고 있다. 따라서, 각 부재들간의 상관관계를 고려하여 구조물의 전체 시스템 지진취약도 곡선을 작성하여 구조물의 지진안전성을 평가하는 방법이 필요하다.

본 연구에서는 국내에서 일반적으로 사용하는 PSC교량을 통해 각 부재의 지진취약도 곡선과 부재간의 상관관계를 고려한 지진취약도 곡선을 비

\*Corresponding author: Lee, Jong-Han

E-mail: jh.lee@inha.ac.kr

(Received August 19, 2021; Revised October 8, 2021; Accepted October 8, 2021)

교 분석하였다. 먼저, 상관관계를 고려한 시스템 지진취약도를 산정하는 방법을 소개하고, 다양한 지진하중에 대해 교량 모델의 비선형 동적해석을 수행하였다. 정의한 부재들의 한계상태와 계산된 지진응답을 사용하여 각 부재의 지진취약도 곡선을 작성하였다. 또한, 각 부재의 지진응답 상관성을 분석하여 최종적으로 구조물 시스템의 지진취약도 곡선을 작성하였다. 각 부재의 지진취약도 곡선과 비교 분석하고, 부재간 상관관계에 따른 시스템 지진취약도 곡선의 변화를 분석하였다.

## 2. 시스템 지진취약도 분석 절차

지진취약도는 특정 구조물이 임의의 크기를 가지는 지진에 대하여 지정된 한계상태를 초과할 확률을 뜻하며, 이를 사용하여 일반적으로 구조물의 지진 안전성을 확률적으로 정의할 수 있다. 이러한 파괴확률은 구조물의 지진응답(Demand,  $D$ )과 구조물이 가지고 있는 저항능력 즉, 한계상태(Capacity,  $C$ )를 특정 지진 강도 세기(Intensity of Measure,  $IM$ )에서 비교하여 손상초과확률로써 정의하며 다음 식 (1)과 같이 표현할 수 있다.

$$P = P(D \geq C | IM) \tag{1}$$

구조물의 지진취약도 분석을 위해 구조물의 지진응답 도출이 필요하다. 구조물의 지진응답은 무작위성과 불확실성을 포함하고 있으므로 대상 구조물에 대하여 여러 지진하중의 비선형 동적해석 결과를 사용한 평균 응답 모델을 수식화하여 사용한다. 이러한 평균 응답모델을 확률론적 지진응답 모델(Probabilistic Seismic Demand Model, PSDM)이라 정의하며, 식 (2)과 같이 표현한다 [7].

$$\ln(S_D) = \ln(a) + b \ln(IM) \tag{2}$$

여기서,  $S_D$ 는 특정  $IM$ 에서 산정되는 평균 응답이며,  $a, b$ 는 선형 회귀 변수이다. 이러한 구조물의 PSDM을 사용하여 구조물의 파괴확률을 정규 누적 분포를 사용하여 지진취약도 곡선을 식 (3)과 같이 구성할 수 있다.

$$P[D \geq C | IM] = \Phi((\ln(S_C) - \ln(S_D)) / \sqrt{\beta_{DIM}^2 + \beta_C^2}) \tag{3}$$

여기서,  $\Phi$ 는 정규 누적분포 함수(Normal cumulative distribution function)이며,  $S_C$ 는 구조물의 한계상태(Limit state),  $\beta_{DIM}$ 은 특정  $IM$ 에서의 PSDM의 분산이며,  $\beta_C$ 는 한계상태와 지진하중에 대한 불확실성이다.

위의 식 (2)와 식 (3)을 사용하여 구조물의 부재별로 각 지진취약도 곡선을 도출할 수 있다. 일반적으로 구조물의 시스템 지진취약도 곡선은 다음 식 (4)와 같이 확률의 합을 통해 최종적인 지진취약도 곡선을 도출한다. 이러한 방법은 각 부재의 지진응답이 완전 독립이라는 가정하에 사용이 가능하다.

$$P[Fail_{system}] = \prod_{i=1}^n P[Fail_{component-i}] \tag{4}$$

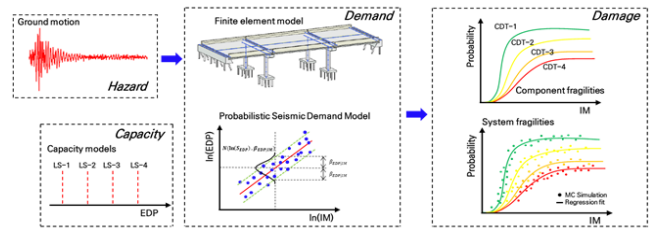


Fig. 1. Procedure of the fragility analysis of a bridge system

여기서,  $P[Fail_{system}]$ 은 구조물 시스템의 파괴확률,  $P[Fail_{component-i}]$ 는  $i$ 번째 부재 파괴 확률을 나타낸다.

하지만, 실제 구조물은 부재 상에서 완전 독립 거동을 하는 것이 아니므로 결합확률 이론을 사용하여 부재간의 상관관계가 고려된 구조물의 시스템 지진취약도를 평가할 수 있다. 이러한 부재 간의 상관관계가 고려된 지진 응답 모델을 결합 확률적 지진응답 모델(Joint Probabilistic Seismic Demand Model, JPSDM)이라 한다. 기존의 부재 별 지진응답 간 상관관계를 통해 공분산(Covariance)을 계산하고 이를 통해 각 PSDM 사이의 관계를 통해 JPSDM을 정의할 수 있다. 각 부재의 한계상태와 JPSDM을 사용하여 교량의 파괴조건인 식 (4)를 몬테카를로 시뮬레이션(Monte-carlo simulation)을 통해 각  $IM$ 마다 구조물 전체 시스템의 파괴확률을 계산할 수 있다. 이때 시스템의 지진취약도 곡선은 몬테카를로 시뮬레이션 결과 회귀분석을 통해 나타낸다 [8, 9]. 따라서, 시스템의 지진취약도 곡선을 구하는 절차를 요약하면 다음과 같으며, 해당 과정을 Fig. 1에 도식화하여 나타내었다.

- (1) 비선형 동적해석을 통한 지진 별 구조물의 부재별 지진응답 계산
- (2) 지진응답을 통한 각 부재별 PSDM 산정
- (3) 각 부재의 지진응답 사이의 상관계수 및 공분산 계산
- (4) (2)와(3)을 사용하여 시스템의 JPSDM 정의
- (5) 부재별 한계상태와 교량의 파괴조건 가정
- (6) 몬테카를로 시뮬레이션을 통해 각  $IM$ 마다 파괴 확률 계산
- (7) 회귀분석을 통해 최종적인 시스템의 지진취약도 곡선 산정

## 3. 해석모델

### 3.1 대상 교량 제원

해석에 사용된 교량은 국내에서 일반적으로 많이 시공되어 사용하고 있는 PSC 거더 교량을 선택하였다. 교량의 제원은 국내 교량에 대한 국토교통부 교량 및 터널 현황조사 통계자료 [10]를 활용하여 대표수치를 선정하였다. 대상 교량은 4경간 연속교이며, 경간장 30 m로 총 연장은 120 m이다. 교량 폭은 12 m로 5거더로 이루어져 있다. 교각은 12 m, 15 m의 높이를 갖는 3 교각으로 이루어져 있으며, 교각 단면은 직경 2 m 원형단면이다. 교각의 띠철근은 D16철근이 150 mm 간격으로 배근되었으며, 주철근은 D22 철근이 2단으로 각 50개와 46개로 배근되어 있다. 교좌장치는 고무탄성받침(Rubber Bearing, RB)이 각 교대 및 교각에 설치되어 있다. 양 끝단에는 신축이음기 존재하고, 교대와 교각은 말뚝 기초가 설치되어 있다. Figs. 2 & 3에 교량의 일반도와 교각의 단면도를 나타내었다.

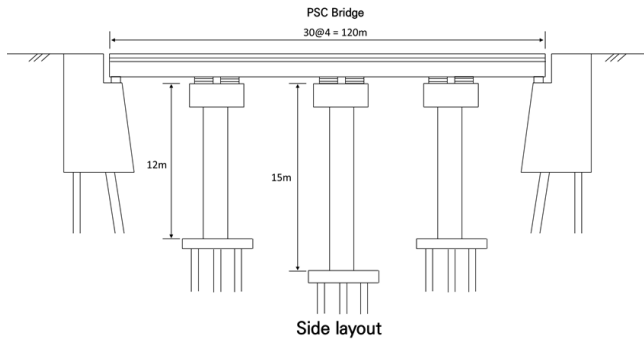


Fig. 2. Side layout of the bridge

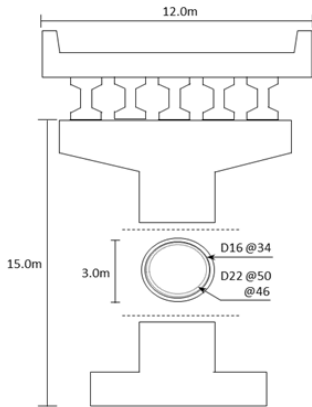


Fig. 3. Cross-section of the pier with a height of 15m

### 3.2 비선형 동적해석을 위한 수치해석 모델링

본 연구는 OpenSEES 프로그램 [11]을 사용하여 재료의 비선형성과 교량의 거동을 분석하였다. 교량구조물에서 지진하중에 의한 비선형 거동은 일반적으로 교좌장치와 교각에 집중되므로 상부구조는 탄성거동으로 가정하였다. 따라서, 상부구조는 탄성거동을 하는 탄성 보-기둥 요소(Elastic beam-column element)로 설계하였다. 상부구조의 가로보 및 교각의 캡(Cap)은 일체거동을 하는 강체 요소(Rigid beam element)를 사용하였다. RB 받침은 탄성거동을 하는 선형 스프링 요소(Zero-length linear spring element)로 정의하였다. 교좌장치의 강성은 교대와 교각에 작용되는 수직하중에 의해 결정된다. 교대와 교각 교좌장치의 전단강성은 각각 4,500 kN/m, 5,900 kN/m이며, 수직강성은 895,000 kN/m, 4,261,000 kN/m이다.

또한 상관과 신축이음의 관계 및 파운드 효과(Pounding effect)를 고려하기 위해 변위 여유를 갖는 갭 요소(Gap element)를 사용하였다 [12]. 즉, 교축방향으로 유간거리 20 mm를 가지며, 유간거리 이상의 변위에서는 설정된 강성에 의해 파운딩이 발생할 수 있게 하였다. 그리고, 교대의 뒷채움재는 교대에서 발생하는 거동을 상세하게 모사하기 위하여 비선형 재료(hyperbolic material)로 모형화하였으며, 초기강성은 20,300 kN/m이며 최대 362 kN의 하중 이상부터 수렴하도록 설계하였다 [13].

지진하중에 의하여 비선형 거동이 예상되는 교각은 섬유 요소(Fiber element)를 사용하여 철근 및 콘크리트의 항복 및 파괴를 고려하였다. 또

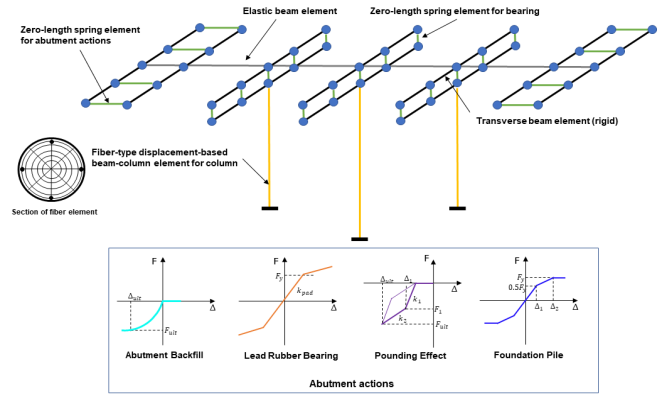


Fig. 4. Numerical analysis modeling of the bridge

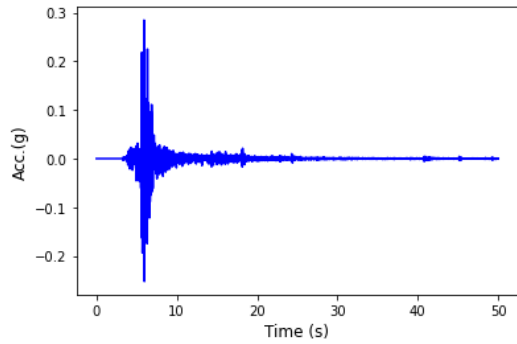
한, 교각의 소성힌지 구역은 비선형성 거동을 정확하게 분석하기 위해 요소를 세분화하였다. 콘크리트 재료는 비구속 콘크리트(Unconfined concrete)와 락철근에 의하여 횡구속 효과가 나타나는 구속 콘크리트(Confined concrete)로 나누어 정의하였다. 콘크리트의 피복 두께는 0.1m이며, 비구속 콘크리트의 압축강도는 27 MPa, 횡방향 및 축방향의 철근 항복강도는 300 MPa이다. 또한, 락철근의 구속 효과는 구속 콘크리트의 재료적 성질을 사용하여 고려하였다 [14].

교대 및 교각의 기초는 말뚝기초로 이루어져 있으며, 말뚝기초의 모델링은 다선형 스프링(Multi-linear spring element)을 사용하여 지반과 기초 간의 거동을 모사하였다. 이때 사용한 스프링의 강성 수치는 기존 문헌을 참고하였다 [15]. 해석 교량의 자중은 교대와 교각에 각 4 MN, 10 MN의 절점하중으로 재하하였다. Fig. 4에 교량의 수치해석 모델링을 나타내었다.

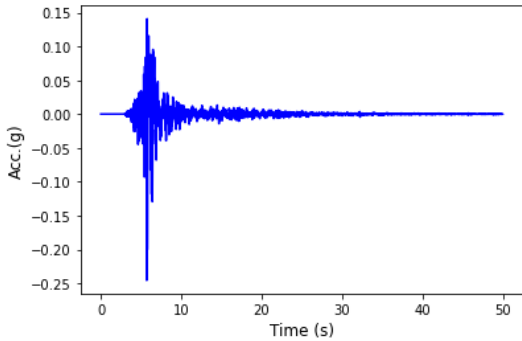
## 4. PSC 교량의 비선형 동적해석을 통한 부재 지진취약도 분석

### 4.1 지진하중

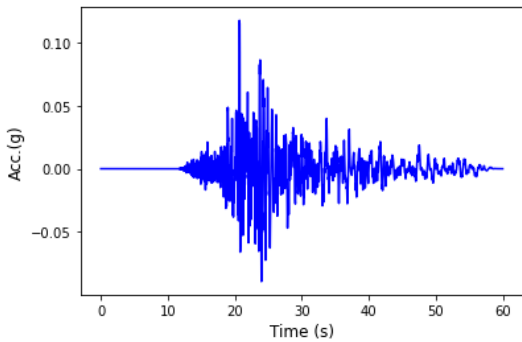
대상 교량의 지진취약도 분석을 위해 다양한 크기와 개수의 지진하중이 필요하다. 본 연구에서는 총 25개의 지진하중을 사용하여 대상 교량의 지진해석을 수행하였다. 국내 환경을 고려하기 위해 최근 국내에서 발생한 포항, 경주 지역의 지진하중 14개를 사용하였으며, 해당 지진하중만을 사용하기에는 크기가 국한되어 있으며 개수 또한 충분하지 않다. 따라서, SAC Steel Project [16]에서 사용된 보스턴 지역의 근거리 지진하중을 사용하여 국내 S4지반의 500년 주기 설계 응답스펙트럼에 맞게 변형하여 11개의 지진하중을 만들어 총 25개의 지진취약도 분석을 위한 지진응답해석을 수행하였다. Figs. 5~6은 경주, 포항 지진과 스펙트럼에 매칭한 지진하중의 가속도 스펙트럼을 보여준다. 사용한 지진하중의 최대지반가속도(Peak Ground Acceleration, PGA)는 0.03~0.40 g의 넓은 범위를 가지고 있다. 지진하중의 가속도 스펙트럼은 평균적으로 약 0.2초에서 0.8 g 정도의 최대값을 가지고 있다.



(a) Gyeongju



(b) Pohang



(c) SAC

Fig. 5. Example of input ground accelerations

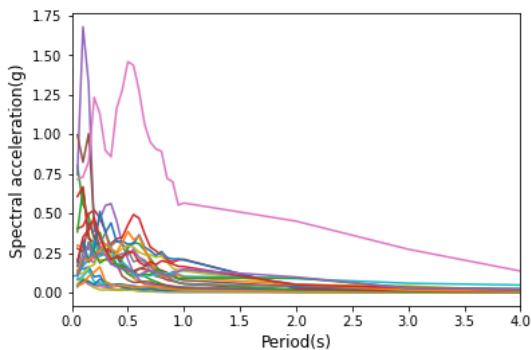
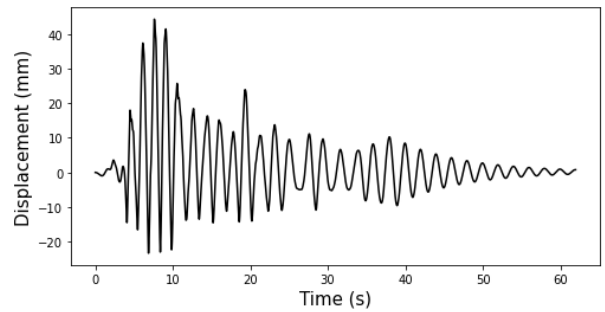


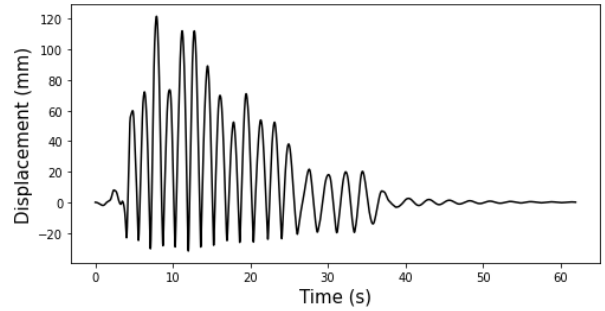
Fig. 6. Spectral accelerations for ground motions

## 4.2 교량의 비선형 동적해석

교축과 교축 직각 방향으로 25개의 지진하중을 통해 대상 교량의 비선형 동적해석을 진행하여 각 부재별 지진응답을 모니터링 하였다. 본 연구에서



(a) Lateral displacement time history of column



(b) Longitudinal displacement time history of abutment

Fig. 7. Displacement response of the bridge components

는 교량의 지진취약도 분석을 위한 부재로 각 교각과 교좌의 교축과 교축 직각 방향의 응답, 뒷채움재의 수동(Passive) 및 주동(Active) 거동에 대하여 분석하였다. Fig. 7은 지진하중에 대한 교각 및 교대 변위에 대한 시간이력 그래프이다. 교각은 상단에서 교축 직각 방향으로 최대 43 mm 변위를 발생하였으며, 대칭적으로 거동하였다. Fig. 6(b)는 신축이음부에서 교축 방향의 변위를 나타낸 것으로 파운데링 효과를 보인다. 최대 변위는 주동방향으로 약 123 mm, 수동방향으로는 약 34 mm 발생하였다. 수동거동에 대한 응답은 신축이음의 유간인 20 mm를 기준으로 주동거동에 비해 응답이 감소하였다. 또한, 지진하중의 PGA가 일반적으로 0.08~0.1 g 이상에서 교량의 파운데링 효과를 보였다. 이러한 각 지진하중의 부재별 응답의 최대값을 통해 지진취약도 해석에 필요한 부재별 PSDM을 작성할 수 있다.

## 4.3 교량 부재별 한계상태 정의

교량의 지진취약도를 분석하기 위해 각 부재별 한계상태를 정의할 필요가 있다. 한계상태는 각 부재의 거동 특성에 맞는 변수(Engineering Demand Parameter, EDP)를 통해 정의할 수 있다. 한계상태 단계는 일반적으로 4단계로 구분하며, 본 연구에서는 LS1 - 미세한 손상(Slight), LS2 - 중간 손상(Moderate), LS3 - 심각한 손상(Extensive), LS4 - 완전 붕괴(Complete)로 정의하였다. 이러한 부재별 한계상태는 정확한 수치를 정량화하기 어렵기 때문에 실험을 통해 정량화하여 사용하거나 가정을 통해 사용한다. 이에 본 연구에서는 교각의 한계상태를 HAZUS [17]에서 제시한 교각의 높이와 횡변위 응답의 비(Drift Ratio, DR)를 사용하였다. 교좌장치와 교대의 한계상태는 Stefanidou and Kappos [18]의 실험결과를 사용하여 정의하였다. 교좌장치는 전단변형률( $\gamma$ )을 사용하였으며, 교대의 거동은 신축이음 간격( $d_{gap}$ )과 뒷채움재의 높이( $h_{bw}$ )를 사용하여 교축 방향 변

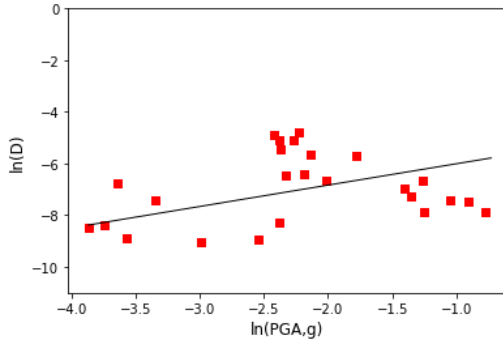
**Table 1.** Limit states of bridge components for seismic fragility analysis

Limit States	Column EDP : DR	Bearing EDP : $\gamma$ (%)	Abutment EDP : d (m)
Slight (LS1)	0.005	20	$1.1d_{gap}$
Moderate (LS2)	0.010	100	$0.01h_{bw}$
Extensive (LS3)	0.030	200	$0.035h_{bw}$
Complete (LS4)	0.080	300	$0.1h_{bw}$

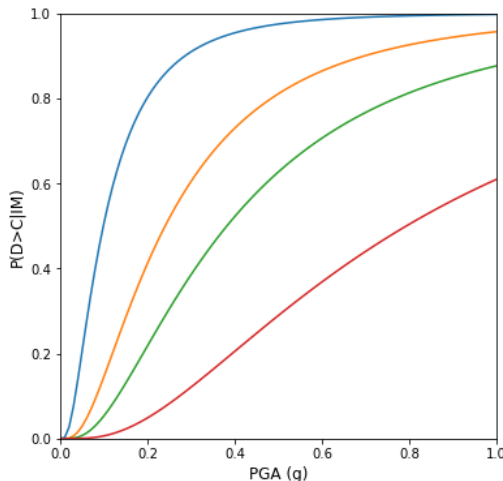
위(d)의 한계상태를 정의하였다. Table 1은 한계상태별 정의된 각 부재의 EDP를 정리하였다.

#### 4.4 교량 부재 지진취약도 분석

지진취약도 분석을 위해 4.2절의 비선형 동적해석 결과를 사용하여 각 부재별 PSDM을 작성하였다. Fig. 8은 15 m 교각( $d_2$ )의 교축방향 PSDM을 나타내었다. 지진하중의 특성을 대표하는 변수인 IM은 일반적으로 사용하는 PGA를 사용하였다. 따라서 PSDM의  $x$ 축은 지진하중의 IM인 PGA,  $y$ 축은 각 부재의 EDP인 지진응답을 사용한다. 이때,  $x$ ,  $y$ 축의 PGA와 지진응답 수치는 자연로그를 사용하여 표현하였다. PGA가 증가할수록 지진응답 또한 증가하는 추세를 가지고 있는 것을 확인하였다. PSDM을 통



**Fig. 8.** PSDM of the column with a height of 15 m



**Fig. 9.** Fragility curve of the column with a height of 15 m

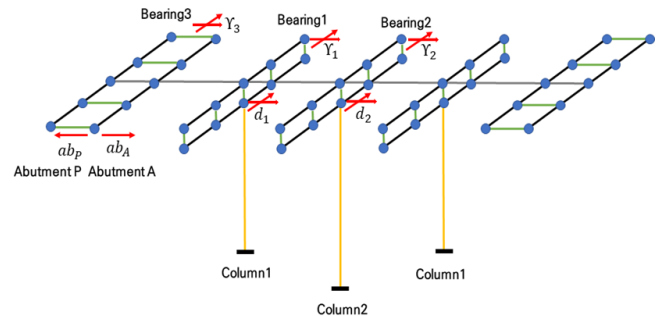
해 각 부재별 평균과 분산을 계산할 수 있으며, 이를 식 (3)에 대입하여 각 IM별 파괴 확률을 계산할 수 있다. Fig. 9는 15 m 교각의 교축 방향 지진취약도 곡선을 보여준다. PGA 1.0 g까지 파괴확률을 계산하였으며, 각 한계 상태 별 PGA가 1.0 g일 때 1.00, 0.93, 0.81, 0.67의 확률을 보였다. 이와 같은 방법으로 다른 부재들에 대해서도 각 PSDM과 지진취약도 곡선을 도출할 수 있다.

### 5. PSC 교량의 시스템 지진취약도 곡선 도출

#### 5.1 교량 부재간 상관관계 분석 및 JPSDM 작성

교량의 시스템 지진취약도 곡선을 작성하기 위해 총 7개의 부재를 선정하였다. 교각 높이에 따른 교축 및 교직방향의 변위 각 2개( $d_1, d_2$ ), 각 교각 및 교대에 설치된 교좌의 교축 및 교직방향 전단변형률( $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ ), 뒷채움재에 따른 교대의 교축 주동 및 수동 변위( $ab_A, ab_P$ )로 정의하였다. 따라서, 교축방향으로는 7개의 응답과 교직방향으로 5개의 응답을 사용하였다. 위의 변수 설정을 Fig. 10에 나타내었다.

JPSDM을 작성하기 위해 각 부재별 PSDM을 작성하여 상관관계를 분석하였다. 이때, 교축방향과 교직방향 응답으로 나누어 수행하였다. 교축 방향의 부재간 상관계수는 Table 2에 나타내었다. 부재간 상관계수는 0.62~0.99의 범위를 가지고 있어, 대상 교량의 부재는 서로 상관관계가 있음으로 판단할 수 있다. 또한, 같은 부재 간의 상관관계는 상대적으로 높은 것을 확인하였다. 즉, 높이가 다른 교각 간( $d_1, d_2$ )의 상관계수는 약 0.95로



**Fig. 10.** Bridge components and EDPs for the fragility analysis of a bridge system

**Table 2.** Correlation coefficients between the natural log of component responses

	$\ln(d_1)$	$\ln(d_2)$	$\ln(\gamma_1)$	$\ln(\gamma_2)$	$\ln(\gamma_3)$	$\ln(ab_A)$	$\ln(ab_P)$
$\ln(d_1)$	1.00	0.95	0.93	0.89	0.96	0.81	0.75
$\ln(d_2)$	0.95	1.00	0.89	0.87	0.92	0.82	0.61
$\ln(\gamma_1)$	0.93	0.89	1.00	0.99	0.96	0.73	0.71
$\ln(\gamma_2)$	0.89	0.87	0.99	1.00	0.95	0.69	0.73
$\ln(\gamma_3)$	0.96	0.92	0.96	0.95	1.00	0.64	0.66
$\ln(ab_A)$	0.81	0.82	0.73	0.69	0.64	1.00	0.82
$\ln(ab_P)$	0.75	0.61	0.71	0.73	0.66	0.82	1.00

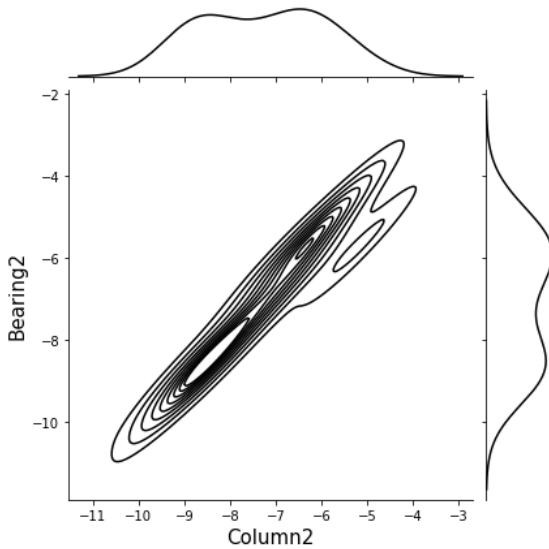


Fig. 11. JPSDM between column2 and bearing2

높은 상관관계를 보였고, 교좌장치도 서로 간의 상관관계가 약 0.96 정도로 확인하였다. 하지만 교대의 변위간의 상관관계는 다른 변수보다는 상대적으로 낮은 0.61~0.82 정도의 상관계수를 나타내었다. 서로 다른 부재간의 상관관계를 이용하여 기존의 부재별 PSDM을 결합해 JPSDM을 작성할 수 있다. Fig. 11은 Column2와 Bearing2의 JPSDM이다.

### 5.2 상관관계를 고려한 교량 시스템 지진취약도 분석

교량의 지진취약도 곡선을 그리기 위해서 5.1절에서 정의한 JPSDM과 교량의 파괴조건을 사용하여 몬테카를로 시뮬레이션(Monte-carlo Simulation)을 수행하였다. 이때, 교량의 파괴조건은 식 (4)를 사용하였다. 본 연구에서는 하나의 부재가 파괴되면 교량의 파괴가 가정하지만 추후 연구를 통해 상세한 교량의 파괴조건을 고려할 예정이다. Fig. 12는 지진응답에 대한 1000번의 수행횟수를 이용한 몬테카를로 시뮬레이션의 결과이며, 각 교직방향 7개의 부재와 교축방향 5개의 부재에 대한 응답에 대해 수행하였다.

몬테카를로 시뮬레이션을 통해 교량의 파괴확률을 산정하는 방법은 식 (5)과 같다.

$$I_F = \begin{cases} 1 & \text{if } (x_i, x_j) \geq F_{ij} \\ 0 & \text{if } (x_i, x_j) < F_{ij} \end{cases} \quad (5)$$

$$P[LSIM = a] = \frac{\sum_{i=1}^N I_F}{N}$$

여기서,  $x_i, x_j$ 는 특정 IM에서 JPSDM을 통해 추출된  $i^{th}, j^{th}$  번째 부재 응답이며,  $F_{ij}$ 는 각 부재별 한계상태이다. 이를 통해 특정 IM에서 파괴  $I_F$ 가 계산되며, 이를 몬테카를로 시뮬레이션 수행횟수인  $N$ 으로 나누어 특정 IM에서의 시스템의 파괴확률인  $P[LSIM = a]$ 이 계산된다. 각 IM에서 몬테카를로 시뮬레이션을 수행하여 회귀분석을 통해 Fig. 13과 같은 최종적인 시스템 지진취약도 곡선을 얻을 수 있다.

교량 시스템의 지진취약도 곡선과 각 요소별 지진취약도 곡선을 Fig. 14에 비교하였다. 지진취약도가 높게 나타나는 교직방향의 Slight, Moderate 손상에 대해 비교분석을 수행하였다. 부재별 지진취약도 곡선은 Slight, Moderate 손상 모두 Bearing3에서 지진취약도 확률의 median이 각 0.13, 0.24로 가장 높게 나타났다. 시스템 지진취약도는 Bearing3와 유사하지만 낮은 PGA에서 더 높은 파괴확률을 가지며, moderated의 경우는 median이 약 0.1g의 차이를 가진다. 즉, 대상 교량은 부재간의 상관관계가 높아 확률의 차이가 크게 나타나지 않고, Lower bound와 유사하게 나타났다. Fig. 13에 보인 바와 같이, 부재간의 상관관계가 완전 독립인 경우는 Upper bound의 지진취약도 곡선을 가지고, 완전 종속인 경우는 Lower bound의 지진취약도 곡선을 가지게 된다. 즉, 대상 교량이 부재간의 상호연관도가 낮아진다면 지진취약도 곡선은 점점 Upper bound로 상승하게 된다.

Moderate 손상에서 Upper bound와 Lower bound의 median 차이는 약 0.15 g의 차이가 발생한다. 이는 기존의 부재의 지진취약도 곡선보다 더욱 지진하중에 위험해지는 것을 의미한다. 따라서, 구조물의 지진취약도는 부재의 지진취약도 곡선을 보고 판단하기 보다는 부재간의 상호연관도와 시스템의 지진취약도 곡선을 통해 평가하는 것이 필요할 것으로 판단된다.

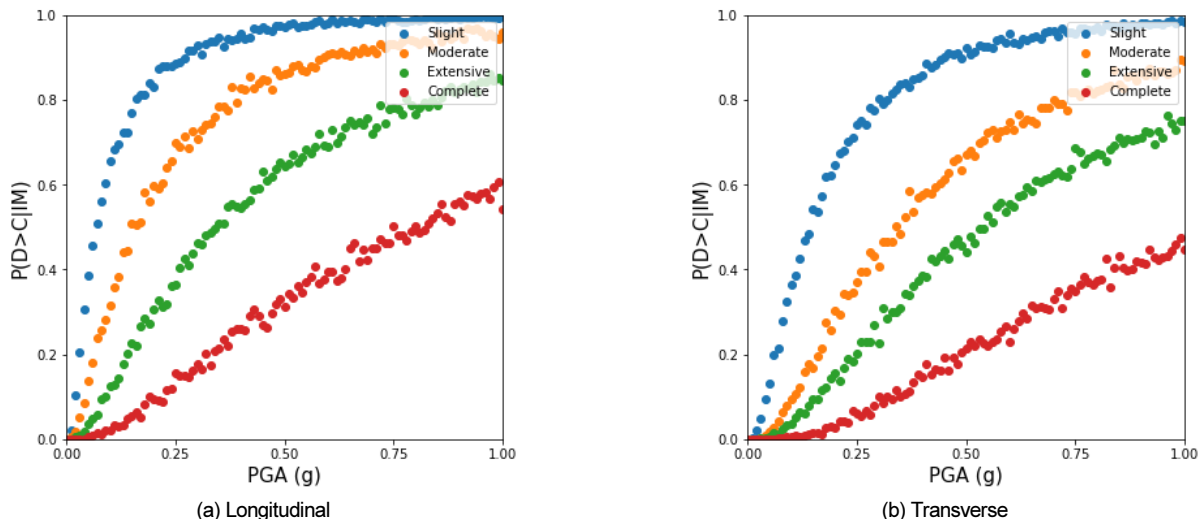


Fig. 12. Result obtained from the monte-carlo simulation

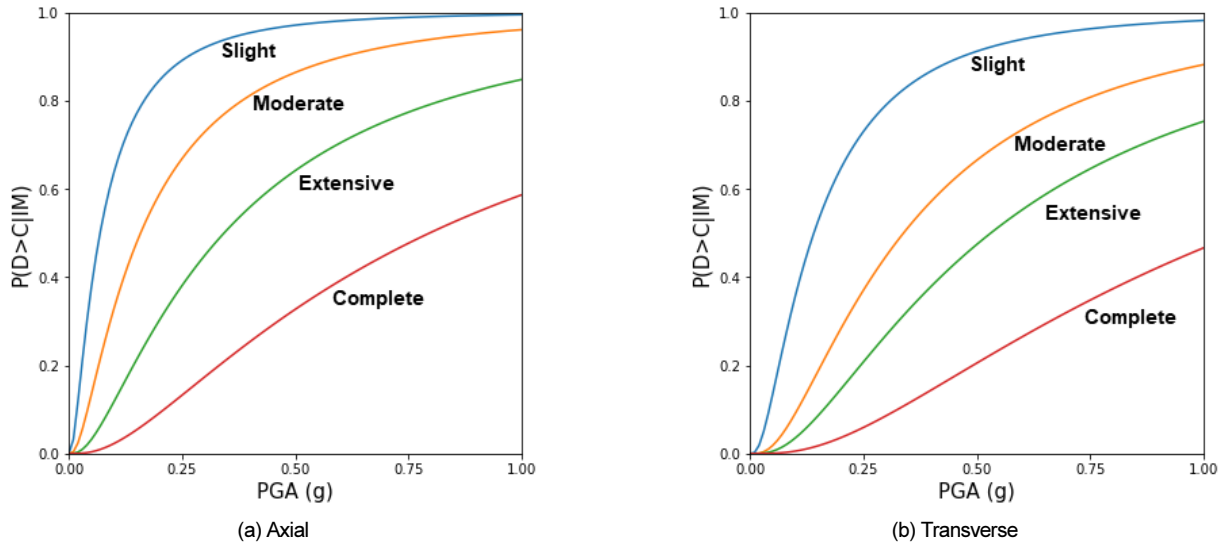


Fig. 13. System fragility curve from the regression analysis

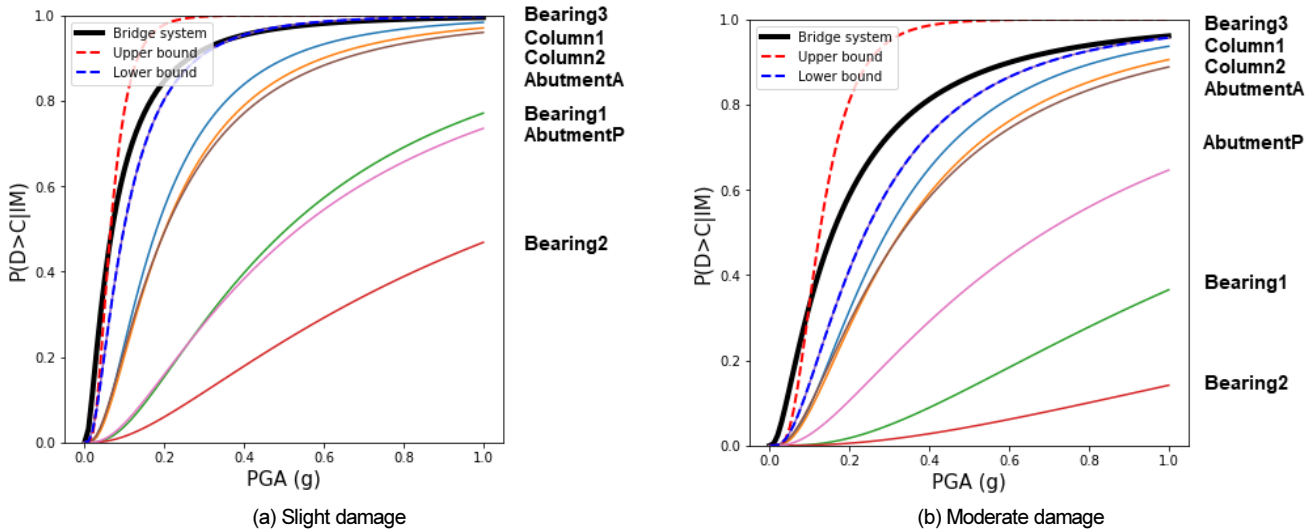


Fig. 14. Fragility curves of the bridge system and components

## 6. 결론

본 연구는 PSC 교량에서 부재 단위의 지진취약도와 부재간 상호연관도를 고려한 시스템 지진취약도를 비교 분석하였다. 다양한 PGA 범위의 지진하중을 사용하여 비선형 동적해석을 수행하고, 부재별 지진응답에 대한 PSDM을 계산하였다. 부재별 PSDM과 부재간 상호연관 관계에 의해 교량의 JPSDM을 정의하였다. 파괴가정과 몬테카를로 시뮬레이션을 거쳐 교량 시스템의 지진취약도 곡선을 최종 도출하여 부재 별 지진취약도 곡선과 비교 분석하였다. 본 연구의 주요 결론은 다음과 같다.

비선형 동적해석을 수행하여 부재별 PSDM을 산출한 후, 각 부재의 상호연관도 분석을 수행하였다. 부재간 상관계수는 0.64~0.99의 범위에 있었다. 교각끼리의 상관계수는 0.95로 높은 상관관계를 가지고 있으며, 교차장치는 0.96의 상관계수로 교각과 비슷하게 강한 상관관계가 있다고 판단할 수 있다. 따라서, 부재간 상관관계는 같은 부재끼리는 높은 상관관계를 가지는 것을 확인하였다. 하지만, 교대의 거동은 다른 부재들과 상관계수가

0.64~0.82 정도로 상대적으로 낮은 상관관계를 보였다.

교량의 부재별 상관관계를 고려한 JPSDM에 의해 시스템 지진취약도 곡선을 도출하여 부재별 지진취약도 곡선과 비교 분석하였다. Slight, Moderate 손상 모두 Bearing3에서 가장 높은 지진취약도를 보였다. 시스템 지진취약도의 median은 Slight, Moderate 손사에서 각 0.09, 0.14의 확률로 부재별 지진취약도의 확률보다 약간 높게 나타났다. 부재간 상관관계가 낮다면 이 차이는 더욱 커지는 것을 확인하였다. 따라서, 지진에 영향을 받는 부재가 많은 구조물일수록 부재간의 상관관계를 고려하여 지진취약도를 평가하는 것이 필요할 것으로 판단된다. 또한, 본 연구에서는 각 부재별 한계상태 단계를 동일하게 4단계로 가정하였지만, 추후 연구에서는 실제 교량의 붕괴를 판단함에 있어서 중요한 부재(교각 등)와 단순 교체성 부재간의 한계상태 단계를 차등을 두어 중요한 부재의 거동이 교량의 지진취약도 곡선에 더욱 높은 기여를 하도록 하여 교량 부재간의 관계와 부재별 중요도를 고려할 수 있는 지진취약도 분석을 진행하고자 한다.

/ 감사의 글 /

본 연구는 국토교통부 건설기술연구사업의 연구비지원(21SCIP-B146-946-04)에 의해 수행되었습니다.

/ REFERENCES /

1. Ministry of Land, Infrastructure and Transport. Road Bridge and Tunnel Status Report. Sejong, South Korea, c2020.
2. Shinozuka M, Feng MQ, Kim HK, Kim SH. Nonlinear Static Procedure for Fragility Curve Development. *J. Eng. Mech., ASCE*. 2000;126(12):1287-1295.
3. ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Applied Technology Council. Redwood City, California. c1996.
4. Kim HS, Song JK. Effect of Near- and Far-Fault Earthquakes for Seismic Fragility Curves of PSC Box Girder Bridges. *J. Earthq. Eng. Soc. Korea*. 2010;14(5):53-64.
5. An H, Lee JH, Shin S. Dynamic Response Evaluation of Bridges Considering Aspect Ratio of Pier in Near-Fault and Far-Fault Ground Motions. *Appl Sci*. 2020;10:6098. Available from: <https://doi.org/10.3390/app10176098>.
6. Wells JE, George LL, Cummings GE. Seismic Safety Margins Research Program; Systems Analysis (Project VIII). NUREG/CR-2015. Lawrence Livermore National Laboratory. Livermore, CA. c1983.
7. Cornell CA, Jalayer F, Hamburger RO, Foutch DA. Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. *J Struct Eng*. 2002;128:526-33. Available from: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:4\(526\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(526)).
8. Nielson BG, DesRoches R. Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach. *Earthquake Eng Struct Dyn*. 2007;36(6):823-39.
9. Nielson BG. Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones. Ph.D. Thesis. Georgia Institute of Technology. Atlanta, Georgia. c2005.
10. Ministry of Land, Infrastructure and Transport. 2020 Road Bridge and Tunnel Status Report. Sejong, South Korea. c2020.
11. Mazzoni S, McKenna F, MH Scott, Fenves GL, et al. Opensees Command Language Manual. USA. c2007.
12. Muthukumar S, DesRoches R. A Hertz contact model with non-linear damping for pounding simulation. *Earthq Eng Struct Dyn*. 2006; 35(7):811-28.
13. Shamsabadi A, Yan L. Closed-form force-displacement backbone curves for bridge abutment-backfill systems. In: Proceedings of the geotechnical earthquake engineering and soil dynamics IV. American Society of Civil Engineers. c2008. p. 1-10.
14. Mander JB, Priestley MJN, Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering ASCE*. 1988;114(8):1804-1825.
15. Kim SJ, Song KI, An H. Seismic Fragility of Bridge Considering Foundation and Soil Structure Interaction. *KSMI*. 2020;24(6): 129-137
16. Cornell CA, Jalayer F, Hamburger RO, Foutch DA. Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines. *Journal of Structural Engineering*. 2002 Apr;128(4):526-33.
17. HAZUS. Earthquake Loss Estimation Methodology. Technical Manual. Prepared by the National Institute of Building Sciences for Federal Emergency Management Agency. c1997.
18. Stefanidou SP, Kappos AJ. Methodology for the development of bridge-specific fragility curves. *Earthq Eng Struct Dyn*. 2017;46: 73-93.